

# 6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

## 6.1 DISPOSIZIONI GENERALI

### 6.1.1 OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme riguardano:

- a) il progetto, la realizzazione e il collaudo delle opere interagenti con i terreni e con le rocce:
  - opere di fondazione;
  - opere di sostegno;
  - opere in sotterraneo;
  - opere e manufatti di materiali sciolti naturali.
- b) il progetto, la realizzazione e il collaudo degli interventi nei terreni e nelle rocce:
  - fronti di scavo;
  - miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
  - consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti.
- c) la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

### 6.1.2 SCOPO DELLE NORME

Le norme definiscono le procedure per garantire la sicurezza, la durabilità, la robustezza e il rispetto delle condizioni di esercizio delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al §6.1.1.

Le norme stabiliscono inoltre i criteri da seguire nelle indagini sui terreni e sulle rocce, nelle varie fasi della progettazione, esecuzione e collaudo delle opere e degli interventi.

### 6.1.3 PRESCRIZIONI GENERALI

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e la modellazione geologica, di cui al §6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica, di cui al §6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

## 6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- 1 caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 2 scelta del tipo di opera o d'intervento e pianificazione delle indagini geotecniche;
- 3 caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
  
- 4 descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- 5 verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- 6 piani di controllo e monitoraggio.

#### 6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. Essa deve essere sviluppata in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per anticipare i problemi geotecnici a piccola e grande scala e per definire il programma delle indagini nel sottosuolo.

In funzione dell'importanza dell'opera o dell'intervento, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

#### 6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno, prelevati nel volume significativo e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001 n.380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

#### 6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

##### **6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.1)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , delle caratteristiche di resistenza di progetto  $\frac{X_k}{\gamma_M}$  e della geometria di progetto  $a_d$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$  compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R).

### 6.2.3.2 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.I.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\psi$  devono essere assunti come specificato nel capitolo 2.

**Tab. 6.2.I** - Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

	SIMBOLO $\gamma_F$	COEFFICIENTE PARZIALE (A1)	COEFFICIENTE PARZIALE (A2)
Permanente sfavorevole	$\gamma_G$	1,3 - 1,5 (*)	1,0 - 1,3 (*)
Permanente favorevole		1,0 - 0	1,0 - 0 (*)
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

(\*) per i pesi strutturali e non strutturali, rispettivamente.

### 6.2.3.3 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tabella 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

**Tab. 6.2.II** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1,0$	$\gamma_{\phi'} = 1,25$
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,4$
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu} = 1,0$	$\gamma_{cu} = 1,4$
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma = 1,0$	$\gamma_\gamma = 1,0$

Per le rocce e i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale  $q_u$ . Al valore caratteristico deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu} = 1,6$ . Per le rocce e per i terreni a struttura complessa, il valore di progetto della resistenza deve essere rappresentativo del comportamento dell'ammasso.

#### 6.2.3.4 Verifiche nei confronti degli stati limite di tipo idraulico

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst;d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst;d}$ ) e variabili ( $Q_{inst;d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb;d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

dove

$$V_{inst;d} = G_{inst;d} + Q_{inst;d}$$

Nelle verifiche al galleggiamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2) e alle resistenze (R) definite nel seguito.

**Tab. 6.2.III** - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di galleggiamento.

AZIONE	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE GALLEGGIAMENTO
Permanente sfavorevole	$\gamma_G$	1,1 - 1,5 (*)
Permanente favorevole		0,9 - 0 (*)
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5
Variabile favorevole		0

(\*) per i pesi strutturali e non strutturali, rispettivamente.

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $u_{inst;d}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{stb;d}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali della tabella 6.2.IV:

$$u_{inst;d} \leq \sigma_{stb;d}$$

Nella valutazione delle pressioni interstiziali in entrambe le verifiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle stratificazioni sul regime di pressione dell'acqua.

Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tabella 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione alla natura del terreno nonché dei possibili effetti della condizione di collasso.

**Tab. 6.2.IV** - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite per sifonamento.

AZIONE	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE SIFONAMENTO
Permanente sfavorevole	$\gamma_G$	(1,3 – 1,5)*
Permanente favorevole		(0,9 – 0)*
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5
Variabile favorevole		0

(\*) per i pesi strutturali e non strutturali, rispettivamente.

### 6.2.3.5 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere interagenti con i terreni devono essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative alle deformazioni compatibili e le prestazioni attese dell'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (6.2)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto dell'azione. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

### 6.2.4 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

Nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;

- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

#### 6.2.5 MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. Nell'ambito del metodo osservazionale, il monitoraggio ha lo scopo di confermare la validità della soluzione progettuale adottata o, in caso contrario, di individuare la più idonea tra le altre soluzioni previste in progetto.

Il monitoraggio deve essere sempre previsto per opere o interventi che possano comportare rischi inusuali.

Il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.

### 6.3 STABILITÀ DEI PENDII E DEI VERSANTI

Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità, al progetto, alla esecuzione ed al controllo degli interventi di stabilizzazione di pendii e versanti in frana.

#### 6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Lo studio della stabilità dei pendii richiede rilievi, indagini, analisi, controlli strumentali, raccolta di dati storici sull'evoluzione del pendio e del versante cui esso appartiene.

Per i pendii in frana, l'analisi di stabilità deve includere indagini dirette all'accertamento della forma e della collocazione della superficie o delle superfici di scorrimento e alla misura dei caratteri cinematici del versante (o porzione di esso), sia alla quota del piano di campagna che in profondità.

#### 6.3.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

Le indagini devono comprendere in generale la ricostruzione dei caratteri geomorfologici, tettonici, litologici, stratigrafici, climatici ed idrogeologici del versante, finalizzata alla definizione di un modello evolutivo che permetta di individuare forme, dimensioni e processi attivi e quiescenti di una frana, in atto o potenziale.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurate sia alla dimensione ed alla scala del problema e alle finalità progettuali sia alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera. Devono essere particolarmente considerate le condizioni di piovosità.

#### 6.3.3 INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base dell'inquadramento geomorfologico ed evolutivo del versante, deve essere sviluppata una specifica indagine per la caratterizzazione geotecnica dei terreni finalizzata alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché il progetto di eventuali interventi di stabilizzazione. A tale scopo deve essere accertato il regime delle

pressioni interstiziali e la profondità e l'estensione delle indagini devono comprendere i volumi di terreno direttamente o indirettamente coinvolti dai potenziali fenomeni di instabilità.

#### 6.3.4 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Tutti gli elementi raccolti dovranno convergere in un modello di comportamento, che tenga conto della complessità della situazione stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi, al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione

#### 6.3.5 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza a taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e resistenza a taglio mobilitata per garantire l'equilibrio.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di eventuali fenomeni di rottura.

#### 6.3.6 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio ed i criteri per verificarne il raggiungimento.

#### 6.3.7 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità tale da consentire di definirne le variazioni periodiche e stagionali.

### 6.4 OPERE DI FONDAZIONE

#### 6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere fatte contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di servizio e di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

#### 6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

##### 6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite e scorrimento.

La verifica della condizione (6.1) può essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)

Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Approccio 2:

A1+M1+R3

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 1, devono essere prese in considerazione entrambe le combinazioni.

**Tab. 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche (SLU) di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

##### 6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§2.2.2), nel rispetto della condizione (6.2).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

#### 6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l' idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali .

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai § 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai § 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai § 6.2.3.3 e 6.2.3.4, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti  $\gamma_M$  del caso M1 della Tabella 6.2.II.

##### 6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

La verifica della condizione (6.1) può essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1:  $(A1 + M1 + R1)$

Combinazione 2:  $(A2 + M1 + R2)$

Approccio 2:

$A1+M1+R3$

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 1, devono essere prese in considerazione entrambe le combinazioni.

##### 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tabella 6.4.II.

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

RESISTENZA	SIMBOLO	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA CONTINUA		
	$\gamma_R$	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale (compressione)	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , dedotti da una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tabella 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t;m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t;m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

**Tab. 6.4.III** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c;cal}$  ( $R_{t;cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tabella 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tab. 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tabella 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dedotto dal valore  $R_{c,m}$  misurato nel corso di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tabella 6.4.V, in funzione del numero  $n$  di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tab. 6.4.V** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

### 6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della Tabella 6.4.VI.

**Tab. 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica  $R_{r,k}$  sia valutata a partire dalla resistenza  $R_{r,m}$  misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici i coefficienti riportati nella Tabella 6.4.IV dovranno essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

#### **6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)**

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§2.2.2), nel rispetto della condizione (6.2).

La geometria della fondazione (numero, lunghezza e diametro dei pali, interasse) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla punta, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

#### **6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste**

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (6.1) sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al §6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione dei cedimenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al punto successivo.

Nel caso in cui, invece, il soddisfacimento della condizione (6.1) sia garantito con il contributo anche dei pali, la verifica deve essere condotta con l'approccio 2; la resistenza di progetto  $R_d$  della fondazione mista è ottenuta applicando alla relativa resistenza caratteristica il coefficiente parziale ( $R_3$ ) riportato in Tabella 6.4.I.

#### **6.4.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste**

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§2.2.2), nel rispetto della condizione (6.2).

La geometria della fondazione (numero, lunghezza e diametro dei pali, interasse) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla punta, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

#### **6.4.3.5 Aspetti costruttivi**

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

### **6.4.3.6 Controlli sui pali**

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, è opportuno effettuare controlli di integrità. Tali controlli sono comunque prescritti per i pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm).

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali. Nel caso di gruppi di pali di grande diametro, il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4

### **6.4.3.7 Prove di carico**

Le procedure per l'esecuzione delle prove di carico di cui ai paragrafi successivi devono rispettare quanto contenuto nel Bollettino Ufficiale, Parte IV, Norme Tecniche, Anno XXXIII, No. 191 del C.N.R.

#### **6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota**

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.

Il valore del massimo carico di prova non dovrà essere inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ( $d < 80$  cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% ed il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

#### **6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera**

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di collaudo per controllarne principalmente la loro corretta esecuzione e il loro comportamento sotto le azioni di progetto. Tali

prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

1 se il numero di pali è inferiore a 20

2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50

3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100

4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200

5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500

l'1% se il numero di pali è superiore a 500

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

## **6.5 OPERE DI SOSTEGNO**

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio e a quello del terreno direttamente gravante su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi oltre che dalla resistenza a flessione della struttura;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

### **6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in base alle dimensioni e alle esigenze di funzionamento dell'opera, alle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti, alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

La stabilità dei manufatti deve essere garantita con adeguati margini di sicurezza nelle diverse combinazioni di azioni, anche nel caso di parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi dovrà comunque essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

In presenza di costruzioni preesistenti, il comportamento dell'opera di sostegno deve garantirne i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificata la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti. Inoltre, nel caso in cui in fase costruttiva o a seguito della adozione di sistemi di drenaggio sia previsto l'abbassamento del livello della falda idrica, si devono verificare anche gli effetti indotti dal mutato regime delle pressioni interstiziali.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la verifica delle condizioni di stabilità locale e globale del complesso opera-terreno, tenuto conto anche di eventuali moti di filtrazione.

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di riempimento.

## 6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, al ghiaccio, alle forze di filtrazione, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura.

### 6.5.2.1 Sovraccarichi

Il valore di progetto del sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno deve essere scelto tenendo conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

### 6.5.2.2 Modello geometrico

Il modello geometrico dell'opera di sostegno deve tenere conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ( $k < 10^{-6}$  m/s).

## 6.5.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine. In particolare, per i muri di sostegno o per le altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento a cinematismi riconducibili

- allo scorrimento sul piano di posa,
- al ribaltamento,
- alla rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno,
- alla stabilità globale del complesso opera di sostegno terreno.

Per le paratie si devono considerare i seguenti cinematismi di rottura:

- rotazione intorno ad un punto dell'opera (nel caso di paratie libere) o intorno al vincolo (nel caso di paratie con un sol livello di ancoraggio o puntone);
- sfilamento o rottura di uno o più ancoraggi;
- rottura di uno o più puntoni;
- rottura strutturale della paratia;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fina di modesta consistenza;
- sifonamento del fondo scavo in presenza di moti di filtrazione;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

Si dovrà inoltre verificare la rottura per carico limite verticale, tenendo conto sia delle azioni esterne sia di quelle determinate dagli ancoraggi.

In tutti i casi, si devono considerare gli stati limite ultimi connessi con la presenza dell'acqua nel terreno e con possibili moti di filtrazione.

### **6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)**

Le analisi devono essere svolte secondo quanto indicato al §6.2.3.1 verificando che il valore di progetto delle azioni ottenuto con la combinazione A1(A2) dei coefficienti parziali delle azioni risulti non superiore al valore di progetto delle resistenze ottenuto applicando la combinazione M1(M2) dei rispettivi coefficienti parziali, per ogni stato limite considerato.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento. Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

### **6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)**

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

## **6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO**

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione. Tali forze sono in generale trasmesse al terreno tramite la fondazione, alla struttura ancorata tramite la testata e dalla testata alla fondazione tramite la parte libera.

### **6.6.1 CRITERI DI PROGETTO**

Ai fini del progetto, gli ancoraggi si distinguono in provvisori e permanenti.

Gli ancoraggi possono essere ulteriormente suddivisi in attivi o presollecitati, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura, e passivi o non presollecitati.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono indicarsi l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi; la tecnica e le tolleranze di esecuzione; lo sforzo ammissibile e il programma di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, deve essere predisposto un adeguato piano di monitoraggio per verificarne l'efficacia nel tempo; esso è da recepire, ove necessario in relazione alla rilevanza dell'opera, nel piano di manutenzione. Nel progetto deve prevedersi la possibilità di successivi interventi di regolazione e/o sostituzione. Se questi requisiti non possono essere soddisfatti, dovranno essere previsti ancoraggi passivi.

Se la funzione di ancoraggio è esercitata da piastre, da pali accostati o simili, è necessario evitare ogni sovrapposizione tra la zona passiva di pertinenza dell'ancoraggio e quella attiva a tergo dell'opera di sostegno.

Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo è sempre necessaria.

### 6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione di cui al §6.2.3.1 con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto  $P_d$ , calcolata analizzando l'opera ancorata sia nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLU) sia di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto  $R_{ad}$ , determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i fattori parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella 6.6.I.

**Tab. 6.6.I** – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	<b>SIMBOLO</b>	<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>
	$\gamma_R$	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio  $R_{ak}$  si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a1}$  e  $\xi_{a2}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a;m}$  misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a;m})_{medio}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a;m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}.$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a;c}$  ottenute dal calcolo:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a;c})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a;c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}.$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicheranno coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si farà quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

**Tab 6.6.II:** Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

numero degli ancoraggi di prova	1	2	>2
$\xi_{a1}$	1.5	1.4	1.3
$\xi_{a2}$	1.5	1.3	1.2

**Tab 6.6.III:** Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{a3}$	1,80	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_{a4}$	1,80	1.70	1.65	1.60	1.55

### 6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI

La durabilità e la compatibilità con i terreni dei materiali impiegati per la costruzione dei tiranti, nonché i sistemi di protezione dalla corrosione devono essere documentati.

Il diametro dei fori non deve essere inferiore ai diametri nominali previsti in progetto.

La tesatura dei tiranti deve essere effettuata in conformità al programma di progetto. In ogni caso, la tesatura potrà avere inizio non prima che siano praticamente esauriti i fenomeni di presa ed indurimento del materiale costituente la fondazione dell'ancoraggio..

### 6.6.4 PROVE DI CARICO

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di collaudo e non utilizzabili per l'impiego successivo - devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 50
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.

Le prove di collaudo, da effettuarsi su tutti gli ancoraggi, consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza massima pari a 1.2 volte quella

massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

## 6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto, la costruzione ed il collaudo delle opere in sotterraneo quali le gallerie, le caverne ed i pozzi, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e di messa in opera degli eventuali interventi, necessari alla stabilizzazione della cavità a breve termine, e del rivestimento finale, che dovrà essere individuato in relazione alla tipologia di opera da realizzare e alla funzione ad esso assegnata.

### 6.7.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il progetto delle opere in sotterraneo deve svilupparsi secondo i principi generali esposti nei § 6.1 e 6.2 e i criteri specifici indicati al successivo § 6.7.4.

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nella roccia e del regime delle pressioni interstiziali nell'intorno della cavità conseguenti alle operazioni di scavo. Dovrà in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni ed alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre sull'ambiente circostante. A tale scopo, in stretta dipendenza dei risultati delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche eseguite, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

- geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);
- metodo e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;
- eventuali interventi di stabilizzazione (compresi il miglioramento ed il rinforzo dei terreni e delle rocce) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, che dovranno essere definiti e quantificati con riferimento alle condizioni medie di progetto previste, indicando altresì le relative variabilità ed i relativi livelli di affidabilità della previsione;
- mezzi occorrenti per l'intercettazione e l'eventuale agottamento dell'acqua sotterranea, avendo però cura di accertare se tale agottamento comporta o meno eventuali variazioni all'equilibrio idrogeologico preesistente;
- elementi utili a definire piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi;
- problematiche relative alla messa a dimora dei materiali di risulta degli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.

Per le opere in sotterraneo, il ricorso alla progettazione basata sul metodo osservazionale può essere giustificato, oltre che dalle motivazioni riportate nel § 6.2.4, anche a seguito di accertate difficoltà o estrema onerosità nel completamento delle indagini necessarie per definire il modello geologico e i modelli geotecnici di riferimento.

Indagini di particolare impegno economico, quali ad esempio i cunicoli pilota, possono essere prese in considerazione nel caso di opere di eccezionale importanza o di terreni e rocce di particolare complessità strutturale.

### 6.7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica e idrogeologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, nonché alla ubicazione ed alla lunghezza dell'opera, in relazione ai potenziali impatti sulle condizioni preesistenti. Dovranno essere eseguite specifiche indagini dirette, in superficie ed in profondità (rilievi geologico - strutturali e sondaggi meccanici, con relative prove in foro), e indagini indirette (indagini e prove di tipo geofisico), allo scopo di acquisire elementi sulle caratteristiche geologico - stratigrafiche, geologico - strutturali, geomorfologiche e idrogeologiche del sito di interesse, per le opere puntuali (caverne e pozzi) o lungo il tracciato/i tracciati, per le opere lineari (gallerie).

Con riferimento ai tratti di galleria parietali, alle zone di imbocco e a modesta copertura, devono essere svolte indagini per accertare e ricostruire i caratteri geomorfologici e idrogeologici del sito e di stabilità del territorio, anche in accordo a quanto previsto nel § 6.3. Nel caso di gallerie poco profonde in ambiente urbano, le indagini devono mirare alla ricostruzione della evoluzione geomorfologia superficiale recente, connessa anche alla evoluzione antropica del territorio avvenuta in epoca storica, con riferimento alla individuazione di cavità naturali e artificiali preesistenti nel sottosuolo.

Specifiche indagini devono essere svolte per definire le caratteristiche idrologiche ed idrogeologiche dell'area, con particolare riguardo alla possibilità di interferenza dell'opera con gli acquiferi eventualmente presenti. A tal fine, unitamente alle prove ed alle misure in foro che si rendessero necessarie, anche per significativi periodi di tempo, devono essere effettuate specifiche analisi attraverso campionamenti delle acque superficiali e di falda. Tutte le informazioni raccolte devono concorrere alla definizione, ricostruzione geometrica e caratterizzazione degli acquiferi presenti nell'area, sotto il profilo del rischio idrogeologico.

Devono essere accertati i caratteri sismici della zona interessata dal progetto attraverso un approfondito esame delle caratteristiche di sismicità e neotettoniche. Oltre alla ricerca sui cataloghi esistenti in merito alla frequenza ed alle caratteristiche dei sismi rilevati nell'area, deve essere svolto uno studio mirato all'individuazione di faglie attive prossime all'opera, possibili generatrici di eventi sismici.

Il modello geologico e il modello idrogeologico, preliminarmente costruiti sulla base dei dati di letteratura (che comporta la ricerca, raccolta, analisi e sintesi di studi ed indagini precedenti eventualmente svolti sull'area di interesse), di analisi foto-interpretativa effettuata utilizzando foto aeree e satellitari, di recente esecuzione e di buona qualità, nonché di rilevamenti diretti o di superficie, devono essere confrontati, verificati e validati con i dati di approfondimento derivati dalle anzidette indagini dirette ed indirette nel sottosuolo.

### 6.7.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini e la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce interessate dallo scavo e la conseguente definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo devono essere effettuate con riferimento ai modelli geologico e idrogeologico, con particolare riguardo, nel caso degli ammassi rocciosi, alle caratteristiche geologico - strutturali, tenendo conto del manufatto da realizzare e del livello della progettazione. A questo fine le indagini in sito e le prove in laboratorio devono evidenziare le caratteristiche meccaniche dei terreni e delle rocce presenti, tenendo conto della loro eventuale potenzialità di comportamento spingente e/o rigonfiante, delle disomogeneità e, in generale, di tutti i fattori di scala di interesse. Le stesse indagini devono inoltre evidenziare il regime delle pressioni interstiziali e la presenza di moti di filtrazione. Nel caso in cui sia adottato il "metodo osservazionale", potranno essere svolte indagini e prove integrative in corso d'opera, purché previste in progetto.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è di individuare, per il volume significativo interessato dall'opera, in coerenza con i modelli geologico e idrogeologico:

- le zone omogenee dal punto di vista geotecnico interessate dallo scavo e, in funzione della tipologia delle opere e dei procedimenti costruttivi, i parametri geotecnici da utilizzare ai fini progettuali e per il controllo del comportamento del complesso opera-terreno (roccia). Se possibile, per gli ammassi rocciosi le stesse zone possono essere distinte in classi di qualità mediante i metodi di classificazione tecnica adottabili per questi ultimi;
- i modelli geotecnici del sottosuolo da impiegare nei calcoli di progetto, con riferimento sia alle fasi transitorie di costruzione che alla fase definitiva;
- l'eventuale presenza di falde acquifere, i moti di filtrazione e il regime delle pressioni interstiziali nelle zone influenzate dallo scavo.

#### 6.7.4 CRITERI DI PROGETTO

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità ed in superficie, ciò con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano. Da questa previsione devono derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e stabilizzazione da adottare, compresa la individuazione degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo del terreno e/o roccia necessari ad assicurare le condizioni di stabilità della cavità e del fronte di scavo nel breve termine. Ciò deve avvenire al fine di garantire la stabilità locale e globale dell'opera così come la sua funzionalità nelle condizioni di servizio previste in progetto, a seguito della posa del rivestimento finale.

Il comportamento delle pareti e del fronte di scavo a breve termine deve essere controllato attraverso la misura continua delle deformazioni indotte nel terreno e/o nella roccia, nonché nelle strutture, durante lo scavo ed in stretta relazione alle diverse fasi esecutive previste, avendo cura di accertare che le grandezze rilevate rientrino nei limiti previsti in progetto.

Il progetto deve prevedere le seguenti fasi:

- a) Previsione del comportamento del sistema opera-terreno (roccia) in assenza di interventi. Sulla base del modello geotecnico di sottosuolo, l'analisi progettuale deve preliminarmente riguardare il comportamento dell'opera in assenza di interventi di stabilizzazione, compresi quelli di miglioramento e/o rinforzo dei terreni e/o delle rocce. Dall'analisi deve in particolare scaturire la scelta dei provvedimenti necessari alla stabilità locale e globale dell'opera, nel breve e nel lungo termine.
- b) Scelta degli interventi. Se dall'analisi di cui al punto precedente non risulti un adeguato livello di sicurezza dell'opera o derivino valori di spostamenti non compatibili con la funzionalità dell'opera stessa e degli eventuali manufatti circostanti, si deve prendere in esame l'impiego dei necessari interventi di stabilizzazione, che dovranno essere individuati anche attraverso adeguate analisi e confronti tra le diverse soluzioni possibili.
- c) Previsione del comportamento del sistema opera-terreno (roccia) in presenza di interventi. La scelta degli interventi e la valutazione quantitativa della loro efficacia devono essere motivate. Oltre alla previsione del comportamento dell'opera in presenza degli interventi di stabilizzazione, attraverso analisi progettuali adeguate che tengano conto del modello geotecnico di riferimento, devono essere sviluppate le necessarie analisi progettuali per le verifiche di sicurezza e funzionalità dell'opera.

### 6.7.5 METODI DI CALCOLO

Per lo svolgimento delle analisi progettuali si deve fare riferimento ai modelli geotecnici di sottosuolo di riferimento e a leggi di comportamento note e di provata validità. Inoltre, si deve ricorrere a mezzi di calcolo dichiarati e validati, tenuto ovviamente conto della complessità del sistema opera-terreno e del livello di progettazione. In generale si deve ricorrere ad uno o più dei seguenti procedimenti:

- a) metodi di calcolo analitici, basati su formule;
- b) metodi di calcolo numerici, al fine di simulare il reale comportamento del sistema opera-terreno, nelle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché in condizioni di esercizio.

Le analisi devono essere svolte con specifico riferimento:

- all'analisi di stabilità globale della cavità, con particolare riguardo, nel caso delle gallerie, al fronte, alla zona retrostante il fronte e, in condizioni di bassa copertura, alla valutazione dei risentimenti attesi in superficie;
- all'interazione opera-terreno nelle diverse fasi costruttive e in condizioni di esercizio.

Nel caso di progettazione basata sul “metodo osservazionale”, le analisi devono in particolare permettere la valutazione quantitativa del comportamento dell'opera nelle diverse fasi di scavo e costruzione, in modo da poter formulare previsioni sui valori delle grandezze rappresentative del comportamento della cavità, con particolare riguardo ai valori di convergenza radiale del cavo, della deformazione longitudinale del fronte e, se pertinente, dei cedimenti indotti in superficie.

### 6.7.6 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il programma di monitoraggio delle opere in sotterraneo deve essere predisposto in modo da consentire l'analisi del comportamento del terreno e delle strutture per ogni fase di scavo e costruzione, oltre che ad opera ultimata, quando i dati derivanti dal monitoraggio stesso potranno anche costituire elemento di riferimento e controllo nelle operazioni di collaudo.

Il monitoraggio deve permettere di verificare la validità delle previsioni progettuali attraverso un confronto sistematico tra le stesse previsioni e le prestazioni, con riferimento al comportamento del terreno nell'intorno dell'opera e delle strutture, compresi gli interventi. Inoltre, il monitoraggio deve permettere di assicurare che l'opera espliciti le sue funzioni, risultando idonea all'esercizio, resistente e stabile senza riduzioni della sua integrità o manutenzioni non previste.

A tal fine, in particolare quando la progettazione sia basata sul “metodo osservazionale”, devono essere indicate le ipotesi formulate per la valutazione delle componenti di spostamento, delle deformazioni e delle sollecitazioni indotte nel terreno e/o roccia e nelle strutture. Devono inoltre risultare dallo stesso progetto le ipotesi di caratterizzazione geotecnica, che dovranno essere verificate sulla base delle misure che saranno svolte nel corso dei lavori. Deve essere indicato nello stesso progetto il periodo e l'intervallo di tempo nel quale devono essere eseguite le misure.

## 6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterrati, terrapieni e colmate. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre. Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica.

### 6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali da costruzione devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera, nel rispetto dei vincoli imposti dalla vigente legislazione.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

### 6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione di cui al § 6.2.3, verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici per le due combinazioni (A1+M1) e (A2+M2) con i fattori parziali delle tabelle 6.2.I e 6.2.II.

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo, eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità. Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime idraulico del sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al §6.5.3.2. I livelli di sicurezza prescelti devono essere giustificati in relazione alle conseguenze del raggiungimento dello stato limite ultimo.

### 6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità.

Specifiche analisi devono inoltre essere sviluppate per valutare l'influenza del manufatto sulla sicurezza e sulla funzionalità delle costruzioni in adiacenza e per individuare gli eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli.

### 6.8.4 ASPETTI COSTRUTTIVI

I materiali costituenti il manufatto devono essere posti in opera in strati con metodologie idonee a garantire il raggiungimento delle proprietà fisiche e meccaniche richieste in progetto.

Le caratteristiche dei componenti artificiali, quali i materiali geosintetici, devono essere specificate e certificate in conformità alle relative norme europee armonizzate e verificate sulla base di risultati di prove sperimentali da eseguire nelle fasi di accettazione e di verifica delle prestazioni attese.

#### 6.8.5 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli contigui.

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo del grado di addensamento, dell'umidità e della deformabilità degli strati posti in opera.

Il tipo ed il numero di controlli devono essere convenientemente fissati in relazione all'importanza dell'opera ed alle caratteristiche geotecniche dell'area, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Per opere di modesta importanza, che non comportino pericoli per le persone o apprezzabili danni alle cose, il monitoraggio può essere ridotto a documentate ispezioni visive.

#### 6.8.6 FRONTI DI SCAVO

##### 6.8.6.1 Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica

Le indagini geotecniche devono tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.

##### 6.8.6.2 Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al §6.2.3 e la verifica deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti.

Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso.

Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle acque superficiali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

### 6.9 MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DELLE ROCCE

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il collaudo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, realizzati per diverse finalità applicative.

#### 6.9.1 SCELTA DEL TIPO DI INTERVENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di intervento deve derivare da una caratterizzazione geotecnica dei terreni da trattare e da un'analisi dei fattori tecnici, organizzativi e ambientali.

Gli interventi devono essere giustificati, indicando i fattori geotecnici modificabili e fornendo valutazioni quantitative degli effetti meccanici connessi con tali modificazioni

Le indagini geotecniche devono riguardare anche l'accertamento dei risultati conseguiti, avvalendosi di misure ed eventualmente di appositi campi prova. Questi ultimi sono necessari nei casi in cui la mancata o ridotta efficacia degli interventi possa comportare il raggiungimento di uno stato limite ultimo o possibili danni a persone o cose.

Nel progetto devono essere definiti il dimensionamento degli interventi, le caratteristiche degli elementi strutturali e degli eventuali materiali di apporto, le tecniche necessarie e le sequenze operative, nonché le indicazioni per poter valutare l'efficacia degli interventi realizzati.

## 6.9.2 MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il monitoraggio ha lo scopo di valutare l'efficacia degli interventi e di verificare la rispondenza dei risultati ottenuti con le ipotesi progettuali. Ha inoltre lo scopo di controllare il comportamento nel tempo del complesso opera-terreno trattato.

Il monitoraggio deve essere previsto nei casi in cui gli interventi di miglioramento e di rinforzo possano condizionare la sicurezza e la funzionalità dell'opera in progetto o di opere circostanti.

## 6.10 CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

Le norme di cui alla presente sezione riguardano l'insieme dei provvedimenti tecnici con i quali si interviene sul sistema manufatto-terreno per eliminare o mitigare difetti di comportamento.

### 6.10.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto degli interventi di consolidamento deve derivare dalla individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione.

In particolare, devono essere ricercate le cause di anomali spostamenti del terreno, conseguenti al mutato stato tensionale indotto da modifiche del manufatto, da variazioni del regime delle pressioni interstiziali, dalla costruzione di altri manufatti in adiacenza, da modifiche del profilo topografico del terreno per cause antropiche o per movimenti di massa, oppure le cause alle quali è riconducibile il deterioramento dei materiali costituenti le strutture in elevazione e le strutture di fondazione.

Il progetto del consolidamento geotecnico deve essere sviluppato unitariamente con quello strutturale, ovvero gli interventi che si reputano necessari per migliorare il terreno o per rinforzare le fondazioni devono essere concepiti congiuntamente al risanamento della struttura in elevazione.

La descrizione delle modalità esecutive dell'intervento e delle opere provvisorie sono parte integrante del progetto. Per situazioni geotecniche, nelle quali sia documentata la complessità del sottosuolo e comprovata l'impossibilità di svolgere indagini esaustive, è possibile il ricorso al metodo osservazionale.

### 6.10.2 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti del terreno di fondazione, nell'ubicazione e nella scelta delle attrezzature e delle tecniche esecutive delle indagini si devono valutare le conseguenze di ogni disturbo che potrebbe indursi nel manufatto.

Le indagini devono anche comprendere la misura di grandezze significative per individuare i caratteri cinematici dei movimenti in atto e devono riguardare la variazione nel tempo di grandezze geotecniche come le pressioni interstiziali e gli spostamenti del terreno all'interno del volume ritenuto significativo. Se è presumibile il carattere periodico dei fenomeni osservati, legato ad eventi stagionali, le misure devono essere adeguatamente protratte nel tempo.

### 6.10.3 TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

I principali metodi per il consolidamento di una struttura esistente fanno in generale capo a uno o più dei seguenti criteri:

- miglioramento e rinforzo dei terreni di fondazione;
- miglioramento e rinforzo dei materiali costituenti la fondazione;
- ampliamento della base;
- trasferimento del carico a strati più profondi;
- introduzione di sostegni laterali;
- rettifica degli spostamenti del piano di posa.

Nella scelta del metodo di consolidamento si deve tener conto della circostanza che i terreni di fondazione del manufatto siano stati da tempo sottoposti all'azione di carichi permanenti e ad altre azioni eccezionali. Si devono valutare gli effetti di un'eventuale redistribuzione delle sollecitazioni nel terreno per effetto dell'intervento sulla risposta meccanica dell'intero manufatto, sia a breve che a lungo termine.

Interventi a carattere provvisorio o definitivo che comportino variazioni di volume, quali il congelamento, le iniezioni, la gettiniezione, e modifiche del regime della falda idrica, richiedono particolari cautele e possono essere adottati solo dopo averne valutato gli effetti sul comportamento del manufatto stesso e di quelli adiacenti.

Le funzioni dell'intervento di consolidamento devono essere chiaramente identificate e definite in progetto.

### 6.10.4 CONTROLLI, MONITORAGGIO E COLLAUDO

Il controllo dell'efficacia del consolidamento geotecnico è obbligatorio quando agli interventi consegue una redistribuzione delle sollecitazioni al contatto terreno-manufatto. I controlli assumono diversa ampiezza e si eseguono con strumentazioni e modalità diverse in relazione all'importanza dell'opera, al tipo di difetto del manufatto e ai possibili danni per le persone e le cose.

Il monitoraggio degli interventi di consolidamento deve essere previsto in progetto e descritto in dettaglio – indicando le grandezze da misurare, gli strumenti impiegati e la cadenza temporale delle misure – nel caso di ricorso al metodo osservazionale. Gli esiti delle misure e dei controlli possono costituire elemento di collaudo dei singoli interventi.

## 6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

### 6.11.1 DISCARICHE CONTROLLATE

#### 6.11.1.1 Criteri di progetto

Oltre a quanto stabilito nelle specifiche norme vigenti, il progetto delle discariche deve essere basato sulla caratterizzazione del sito, con una chiara definizione delle modalità costruttive e di controllo dei diversi dispositivi di barriera, tenendo conto della natura dei rifiuti, della vulnerabilità ambientale del territorio e dei rischi connessi con eventuali malfunzionamenti.

### **6.11.1.2 Caratterizzazione del sito**

La caratterizzazione geologica e geotecnica deve essere finalizzata alla identificazione delle formazioni presenti nell'area e al regime delle acque, nonché alla valutazione di tutte le grandezze fisico-meccaniche che contribuiscono alla scelta della localizzazione dell'opera (comprensiva delle aree di deposito, di servizio e di quelle di rispetto), alla sua progettazione e al suo esercizio. È in particolare necessario il preventivo accertamento della presenza di falde acquifere, di zone di protezione naturale, del rischio sismico e di inondazione, del rischio di frane o di valanghe e di fenomeni di subsidenza.

### **6.11.1.3 Modalità costruttive e di controllo dei dispositivi di barriera**

Il progetto dovrà definire in dettaglio le modalità costruttive e di controllo delle barriere previste dalla specifica normativa di settore. In particolare, devono essere definite le prove di qualificazione del materiale impiegato e le modalità costruttive in termini di spessore degli strati da porre in opera e metodi di compattazione. Il progetto deve inoltre definire il numero e la frequenza delle prove di controllo da eseguire in sito e in laboratorio durante la costruzione delle barriere. In ogni caso, sulla barriera finita dovranno essere previste specifiche prove di controllo della permeabilità, in numero adeguato da consentire la valutazione del raggiungimento o meno dei requisiti richiesti dalla specifica normativa di settore.

### **6.11.1.4 Verifiche di sicurezza**

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, e la stabilità delle pareti laterali.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pre-trattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

### **6.11.1.5 Monitoraggio**

Il monitoraggio geotecnico del complesso discarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative - quali in particolare assestamenti, livelli piezometrici, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas.

## **6.11.2 DEPOSITI DI INERTI**

### **6.11.2.1 Criteri di progetto**

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per varie possibili situazioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la regimazione e allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi

per l'abbattimento ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito.

Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti e scoscendimenti del materiale del deposito.

#### **6.11.2.2 Monitoraggio**

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nell'installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative - quali cedimenti e livelli piezometrici.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

### **6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE**

Le presenti norme definiscono i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nell'elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, quali:

- a) nuovi insediamenti urbani civili o industriali;
- b) ristrutturazione di insediamenti esistenti, reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
- c) strade, ferrovie ed idrovie;
- d) opere marittime e difese costiere;
- e) aeroporti;
- f) bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
- g) sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo;
- h) bonifiche e sistemazione del territorio;
- i) attività estrattive di materiali da costruzione.

#### **6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE**

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibile del territorio in esame.

Le indagini e gli studi devono in particolare accertare le condizioni di stabilità dei pendii, tenuto conto anche di eventuali effetti derivanti dalla realizzazione delle opere.

In interventi che comportano emungimento di fluidi dal sottosuolo, si deve accertare che tali interventi siano compatibili con le caratteristiche dell'acquifero e che eventuali cedimenti della superficie del suolo siano compatibili con la stabilità e la funzionalità dei manufatti presenti nella zona interessata dall'emungimento.

funzionalità del sistema di raccolta del percolato, e la stabilità delle pareti laterali.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pre-trattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

### **6.12.1.1 Monitoraggio**

Il monitoraggio geotecnico del complesso discarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative - quali in particolare assestamenti, livelli piezometrici, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas.

## **6.12.2 DEPOSITI DI INERTI**

### **6.12.2.1 Criteri di progetto**

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per varie possibili situazioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la regimazione e allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi per l'abbattimento ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito.

Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti e scoscendimenti del materiale del deposito.

### **6.12.2.2 Monitoraggio**

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nell'installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative - quali cedimenti e livelli piezometrici.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

## **6.13 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE**

Le presenti norme definiscono i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nell'elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, quali:

- a)* nuovi insediamenti urbani civili o industriali;
- b)* ristrutturazione di insediamenti esistenti, reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
- c)* strade, ferrovie ed idrovie;
- d)* opere marittime e difese costiere;
- e)* aeroporti;
- f)* bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
- g)* sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo;
- h)* bonifiche e sistemazione del territorio;
- i)* attività estrattive di materiali da costruzione.

#### 6.13.1 INDAGINI SPECIFICHE

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibile del territorio in esame.

Le indagini e gli studi devono in particolare accertare le condizioni di stabilità dei pendii, tenuto conto anche di eventuali effetti derivanti dalla realizzazione delle opere.

In interventi che comportano emungimento di fluidi dal sottosuolo, si deve accertare che tali interventi siano compatibili con le caratteristiche dell'acquifero e che eventuali cedimenti della superficie del suolo siano compatibili con la stabilità e la funzionalità dei manufatti presenti nella zona interessata dall'emungimento.